

ネガティブフリクションを受ける建築構造物の三次元有限要素法解析

その他（別言語等）のタイトル	Three-Dimensional Finite Element Analysis on Settlement Process of Building Due to Pile Downdrag
著者	土屋 勉
雑誌名	室蘭工業大学研究報告．理工編
巻	36
ページ	25-38
発行年	1986-11-30
URL	http://hdl.handle.net/10258/808

ネガティブフリクションを受ける建築構造物の三次元有限要素法解析

その他（別言語等）のタイトル	Three-Dimensional Finite Element Analysis on Settlement Process of Building Due to Pile Downdrag
著者	土屋 勉
雑誌名	室蘭工業大学研究報告．理工編
巻	36
ページ	25-38
発行年	1986-11-30
URL	http://hdl.handle.net/10258/808

ネガティブフリクションを受ける建築構造物の 三次元有限要素法解析

土 屋 勉

Three-Dimensional Finite Element Analysis on Settlement Process of Building Due to Pile Downdrag

Tsutomu TSUCHIYA

Abstract

The purpose of this paper is to investigate the differential settlements of structures with pile foundations due to negative skin friction resulting from the ground subsidence.

In this paper, a three-dimensional finite element method has been presented to analyze the structure-pile-soils interaction. And further, 15 structure-pile-soils models are analyzed by this method.

The results are summarized as follows :

- 1) The differential settlements of structures generally increase in process of time and later gradually decrease, except in the case where the bearing stratum is violently undulated.
- 2) The bearing stratum for H-type causes the significant differential settlements of structures in comparison with the bearing stratum for S-type and that for E-type.
- 3) If it is difficult to ensure the end bearing capacity of piles, we may as well adopt the friction piles in order to reduce the differential settlements of structures.

1. ま え が き

近年、都市部の地盤沈下は鈍化傾向にあるものの、地下水採取規制の無い地方の平野や盆地では地盤沈下が進む傾向¹⁾にある。また、埋め立地においては圧密未了の状態で構造物を建設せざるを得ない場合も多い。このような軟弱地盤地域で構造物を設計する際は、地盤沈下に伴って基礎杭に作用するネガティブフリクション（以下 NF と記す）の問題を避けて通れない状況にある。

NF に対する調査研究は昭和40年頃より各機関で広く進められてきた。特に、実大杭による大規模でシステマチックな計測の成功^{2)~5)}は、単杭や群杭に作用する NF の大きさや中立点位置等の諸性状の解明に大きく貢献した。また、理論的研究^{6)~9)}の進展もあり、現在では NF に対する杭基礎の設計方法も一応のまとまりを得たものになっている。

しかし、上記の研究はいずれも単杭や群杭等の一つの基礎に限定されたものであって、NF と実構造物の不同沈下を関連づけた研究¹⁰⁾は少ない。特に、この面での理論的研究は皆無であるため、NF が作用した時の建物の不同沈下の進行過程については、これまで明確に説明されてい

ないものとする。

そこで本論文では、NF を受ける建物の不同沈下過程を理論的に明らかにすることを目的にして、先に筆者が開発した有限要素法による建物の沈下過程解析法¹²⁾を拡張して NF の問題に適用すると共に、支持層の起伏の異なる三タイプのモデル計算を行って NF と建物の不同沈下の関係について比較検討した。

2. 解 析 法

2.1 単位要素

(1) 地盤の要素

変位については 8 節点直方体要素を用いて計算し、過剰間隙水圧については要素中央位置（図－1 の節点⑨）で計算することにした。この要素については筆者が有効応力理論に基づいてすでに文献¹²⁾で誘導してあるので、ここでは結果のみを簡単に以下に記す。

要素節点のつり合い式と流量の連続式を導入すると、節点力 $\{F\}$ および体積変化 $8 \cdot a \cdot b \cdot c \cdot \epsilon_v$ と節点変位 $\{\delta\}$ および過剰間隙水圧 P_w の関係は、 25×25 のマトリックスを用いて次のように表すことができる。

$$\begin{Bmatrix} \{F\} \\ \vdots \\ 8 \cdot a \cdot b \cdot c \cdot \epsilon_v \end{Bmatrix} = \begin{pmatrix} [K_E] & [K_P] \\ \hline [K_P]^T & 0 \end{pmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \{\delta\} \\ \vdots \\ P_w \end{Bmatrix} \dots\dots\dots (1)$$

ただし、 $[K_E]$: 有効応力の剛性マトリックス（一般に用いられている 24×24 の直方体要素の剛性マトリックス）

$$[K_P] : \text{過剰間隙水圧マトリックス} = [K_{PU} \ K_{PV} \ K_{PW}]^T$$

$$[K_{PU}] = b \cdot c \cdot [-1 \ -1 \ -1 \ -1 \ 1 \ 1 \ 1 \ 1]^T$$

$$[K_{PV}] = a \cdot c \cdot [-1 \ -1 \ 1 \ 1 \ -1 \ -1 \ 1 \ 1]^T$$

$$[K_{PW}] = a \cdot b \cdot [-1 \ 1 \ -1 \ 1 \ -1 \ 1 \ -1 \ 1]^T$$

(2) 上部構造および杭の要素

柱・梁および杭には、軸力、2つの主軸面内における曲げおよびねじりを考慮した図－2 に示す梁要素を用いた。この要素は応力および時間に依存しない線型弾性体であると仮定して材料常数を定めた。

(3) 杭周面と地盤の境界の要素

杭周面と地盤の間ではすべりが発生するものとして、両者をせん断バネで結合した。このバネ係数 K_s は、杭周面のすべり量 W_{sl} の値によって次のように表されるものとした。

$$\left. \begin{array}{l} |W_{sl}| \leq W_{slf} \text{ の時 } K_s = \alpha \cdot \sigma_v' / W_{slf} \\ |W_{sl}| \geq W_{slf} \text{ の時 } K_s = 0 \end{array} \right\} \dots\dots\dots (2)$$

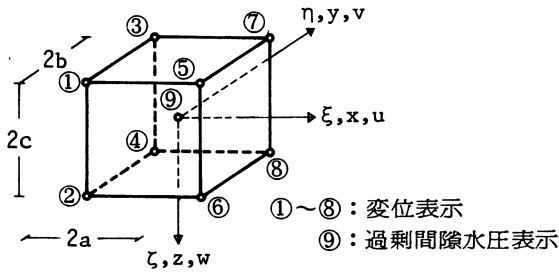


図-1 地盤の要素

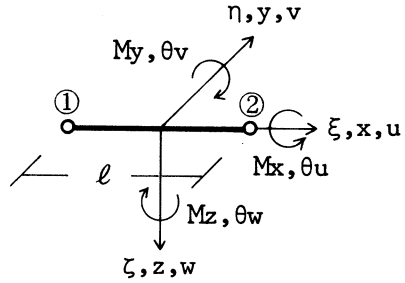


図-2 柱、梁および杭の要素

ただし、 W_{slf} ：杭周面摩擦力 f が最大値に達する時のすべり量

α ：杭周面最大摩擦力 f_{max} と杭周面地盤の鉛直方向有効土被り圧 σ_v' の比例係数

また、杭先端以深の地盤は杭先端沈下量 W_{pb} が限界沈下量 W_{lim} 以下では地盤の N 値に応じた鉛直バネ係数 K_v をもつが、 W_{lim} を越えると $K_v = 0$ となる弾塑性バネで表されるものとした。

2.2 沈下過程の計算

(1). 粘土層の体積変化

粘土層は建物自重による圧密がすでに終了して正規圧密状態になっているものと仮定した。荷重の初期条件は、杭先端の支持地盤である砂れき層の水頭が一律に h だけ瞬時に低下したことによる粘土層の過剰間隙水圧であり、各位置によって図-3 のような三角形分布となる。

上記の過剰間隙水圧が時間と共に消散することに伴う粘土層の体積変化については、Biot の多次元圧密方程式を図-4 の格子で差分化して、微小時間 Δt 後の体積歪 $\epsilon_{v(t+\Delta t)}$ を次のように求める。

$$\epsilon_{v(t+\Delta t)} = \epsilon_{v(t)} + \Delta t \cdot \frac{2}{\gamma_w} \cdot \left\{ \frac{l_5(P_6 - P_0) - l_6(P_0 - P_5)}{l_5 \cdot l_6(l_5 + l_6)} \cdot k_x + \frac{l_3(P_4 - P_0) - l_4(P_0 - P_3)}{l_3 \cdot l_4(l_3 + l_4)} \cdot k_y + \frac{l_1(P_2 - P_0) - l_2(P_0 - P_1)}{l_1 \cdot l_2(l_1 + l_2)} \cdot k_z \right\} \dots\dots\dots (3)$$

ただし、 γ_w ：水の単位体積重量

k_x, k_y, k_z ： x, y, z 方向の透水係数

境界層においては、(3)式の過剰間隙水圧 P_w と要素間距離 l について図-5 に示すような処理を行う。即ち、地表面と支持層上面の排水面では、 P_w を 0、 l を中心になる直方体要素の辺長の $1/2$ とする。また、対称面では隣接する要素の P_w を等しいと仮定する。

先に述べた各单位要素をアセンブルした全体マトリックスに(3)式で求めた $\epsilon_{v(t+\Delta t)}$ を代入し

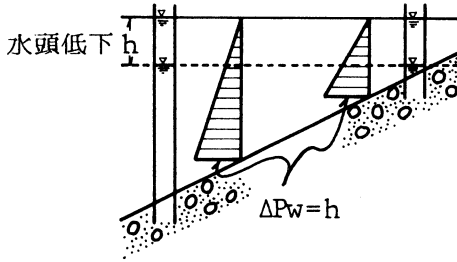
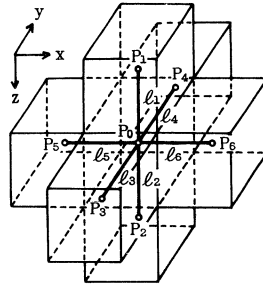


図-3 初期過剰間隙水圧



- P_0 : 求めようとする直方体要素内の過剰間隙水圧
- $P_1 \sim P_6$: 隣接する直方体要素内の過剰間隙水圧
- $l_1 \sim l_6$: 中央の要素と隣接する要素との図心距離

図-4 差分の格子

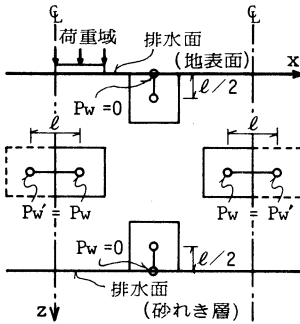


図-5 過剰間隙水圧の境界条件

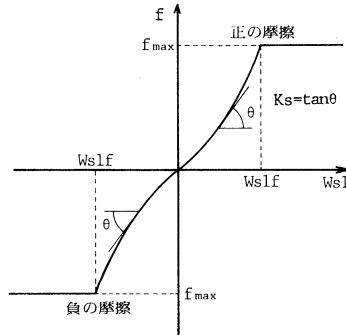


図-6 杭周面摩擦力～すべり量関係

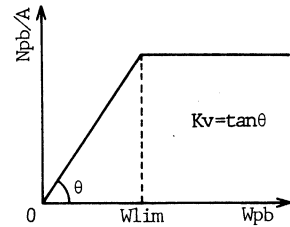


図-7 杭先端軸力～沈下量関係

て連立一次方程式を解くことによって、 Δt 時間後の節点変位と過剰間隙水圧を逐次計算によって求めることができる。

(2) 杭周面すべりおよび杭先端沈下の非線型性

杭周面と地盤の境界が(2)式で表されるとすると、圧密の進行と共に σ_v' が増加するのですべり量が大きくなるにつれて K_s も大きくなるため、一般には図-6のように杭周面摩擦力～すべり量関係は非線型になる。また、杭先端荷重～沈下量関係は図-7に示すように W_{lim} を境にしてバイリニア型になる。

上記の非線型性を計算に採り入れるにあたって、本論文では全体の剛性マトリックスを作り変える代わりに等価節点力を加えて計算する応力伝達法を用いた。一般には平衡条件が満たされるまで反復して解の修正を行う必要があるが、(3)式の差分式の安定性を保つための Δt がかなり小さいことを考慮して、ここでは荷重段階を多くする代わりに各段階の反復回数を1回にとどめた。なお、この方法による解析精度については別途検討¹³⁾して特に問題がないことを確認している。

3. モデル計算例とその考察

3.1 解析モデル

建物は8×2スパン3層の立体骨組で構成される比較的細長い形状であり、長辺方向および短辺方向にそれぞれ96mおよび36mの等間隔に建物が配置されているものと仮定した。建物の中央部、辺部、隅角部で柱下にそれぞれ4本、2本、1本の杭を配したが、群杭となることによる相互作用を無視して単杭と同様の挙動を示すものと仮定した。これらの諸常数を表-1に示す。

上記の建物が図-8に示すような起伏形状の異なる3タイプの支持層に杭支持される場合を解析対象とした。Eタイプは支持層の深度が建物平面位置で全て等しい場合である。HおよびSタイプは建物の長辺方向に支持層の深度が異なる場合を想定したものであり、前者は支持層の深度が建物の中央部よりも両端で大きい場合で、後者はそれと逆の形状となる場合である。なお、建物の短辺方向の支持層深度は変化しないものと仮定した。したがって、Eタイプでは杭長が全て $l=40\text{m}$ であるのに対して、HおよびSタイプではそれが $l=20\sim 40\text{m}$

表-1 解析モデルの諸元

上部構造	2, 3, R階梁断面	: $40\text{ cm} \times 80\text{ cm}$
	柱断面	: $60\text{ cm} \times 60\text{ cm}$
	ヤング係数	: $2.1 \times 10^5\text{ kg/cm}^2$
	せん断弾性係数	: $0.9 \times 10^5\text{ kg/cm}^2$
基礎	基礎梁断面	: $40\text{ cm} \times 120\text{ cm}$
	ヤング係数	: $2.1 \times 10^5\text{ kg/cm}^2$
	せん断弾性係数	: $0.9 \times 10^5\text{ kg/cm}^2$
	杭径	: 40 cm
地盤	肉厚	: 6.5 cm
	ヤング係数	: $4.2 \times 10^5\text{ kg/cm}^2$
	せん断弾性係数	: $1.8 \times 10^5\text{ kg/cm}^2$
	水中単位体積重量 γ_s'	: $0.7 \times 10^{-3}\text{ kg/cm}^3$
地盤	水の単位体積重量 γ_w	: $1.0 \times 10^{-3}\text{ kg/cm}^3$
	透水係数 k_x, k_y, k_z	: 0.12 cm/day
	粘土骨格のヤング係数 E_s'	: 11.11 kg/cm^2
	粘土骨格のポアソン比 ν_s'	: $1/3$
	(圧密係数 C_v)	: $2 \times 10^{-3}\text{ cm}^2/\text{day}$
	(体積圧縮係数 mv)	: $6 \times 10^{-2}\text{ cm}^2/\text{kg}$

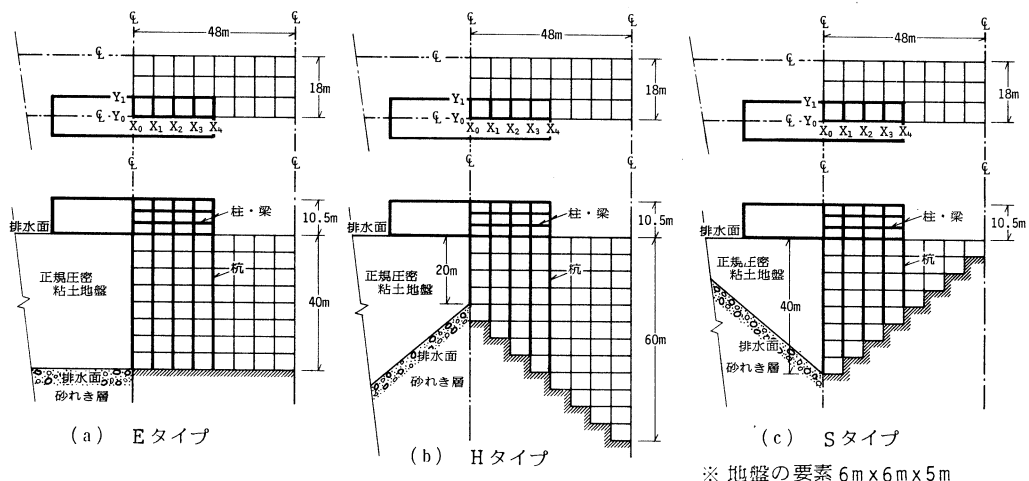


図-8 解析モデルの要素分割

となる。このような支持層の形状を想定したのは、沖積低地は起伏の激しい谷間に発達する例が多く、そこではNF障害も発生し易いものと思われたことによる。

杭先端のバネ係数として、 $K_v = 0, 25, 50, 250, \infty$ (kg/cm^2) の5種類を設定した。ただし、同一モデルにおいては建物平面位置にかかわらず全て同じバネ係数をもつものと仮定した。 $K_v = 250 \text{ kg}/\text{cm}^2$ はN値50以上の十分な層厚を有する砂れき層に打ち込まれた支持杭（文献¹⁴⁾を元に $\phi 400$ の杭に換算）を想定した。また、 $K_v = \infty$ は杭先端の沈下を全く許さない場合、 $K_v = 0$ は摩擦杭、 $K_v = 25 \text{ kg}/\text{cm}^2$ および $K_v = 50 \text{ kg}/\text{cm}^2$ は不完全支持杭を想定したものである。

以上述べた3タイプの支持層形状と5種類の杭先端バネ係数を組み合わせた都合15ケースについて解析することにし、ここではモデル名を○-△（○は支持層形状：E・H・S、△は杭先端バネ係数：0・25・50・250・ ∞ ）と記す。その他に、上部構造と杭体を取り除いた地盤のみの三次元圧密解析（E-NP, H-NP, S-NP）も実施した。

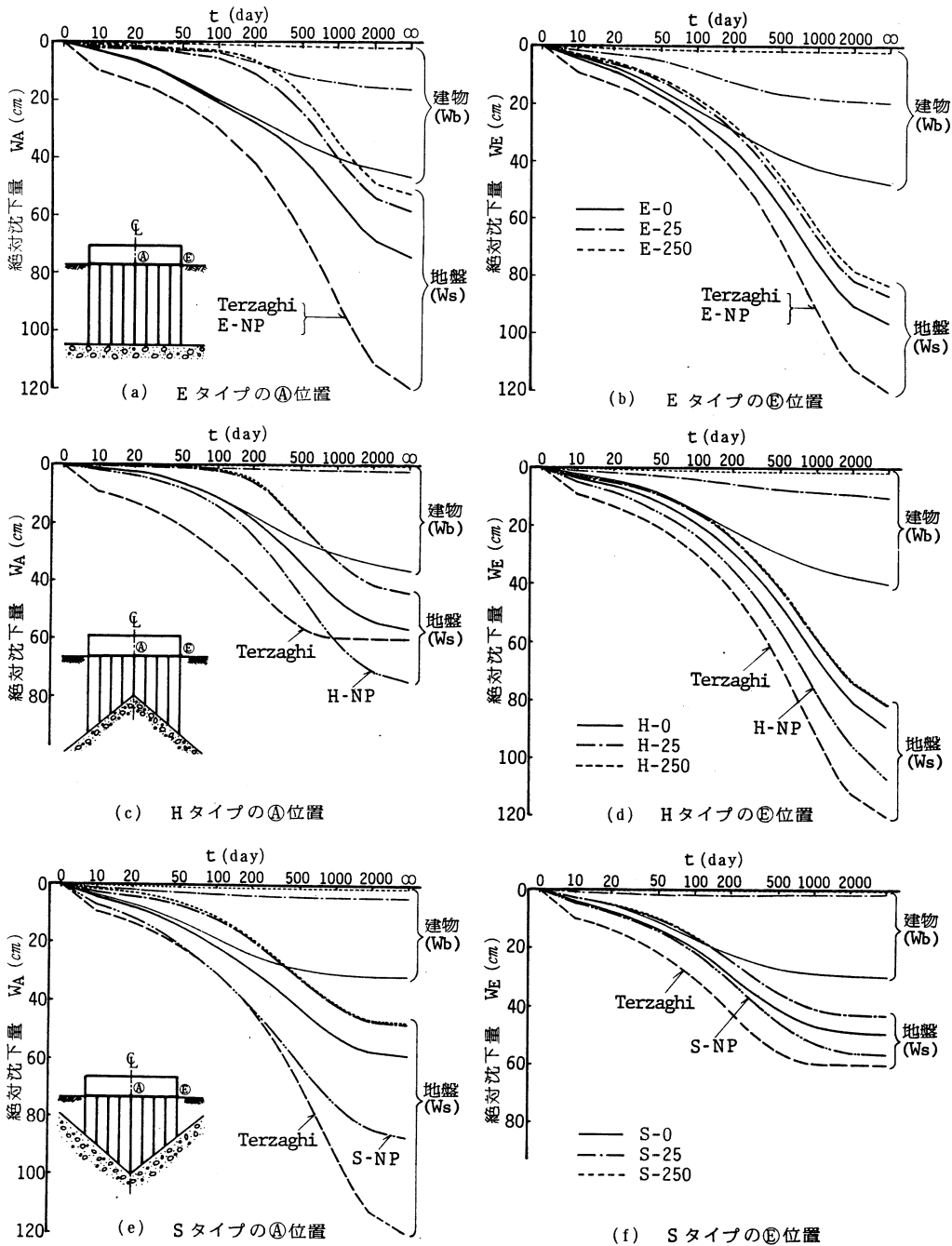
なお、全モデル共に支持層の水頭低下を $\Delta h = 10 \text{ m}$ と設定した。また、図-6および図-7に示した杭周面および杭先端に関する常数は、文献¹⁵⁾¹⁶⁾を参考にして $\alpha = 0.3$ 、 $W_{\text{slf}} = 3 \text{ cm}$ 、 $W_{\text{lim}} = 3 \text{ cm}$ と仮定した。粘土層は地表面から支持層まで一様に分布しており、正規圧密状態の沖積粘性土の常数として、文献¹⁷⁾¹⁸⁾を参考にして $M_v = 6 \times 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{kg}$ 、 $C_v = 2 \times 10^3 \text{ cm}^2/\text{day}$ と仮定した。要素分割についてはこれまでの検討結果¹²⁾を基に、図-8のように設定した。これらの条件における圧密過程の時間刻みは $\Delta t = 2/3$ 日となり、それを用いて $t = 2000$ 日まで圧密計算した後、その時点の過剰間隙水圧を100ステップに分けて強制的に取り除く手法により終局状態を計算した。

3.2 地盤および建物の沈下量

図-9は、建物の中央部④および端部⑤について、地盤と建物沈下量の経時変化を示したものである。なお、 $K_v = 50 \text{ kg}/\text{cm}^2$ 以上の本解析モデルでは互いに極めて近似していたので、図には $K_v = 250 \text{ kg}/\text{cm}^2$ のモデルを代表として示してある。

自然地盤におけるTerzaghiの一次元圧密曲線と地盤のみを三次元圧密解析したNPモデルを比較すると、Eタイプにおいては両者が一致するのに対して、HおよびSタイプでは両者がかなり異なっている。Terzaghiの値は、 $t = 0 \sim 200$ 日では④と⑤ではほぼ同様の推移を示すが、その後層厚が20mの個所（Hタイプの④、Sタイプの⑤）の沈下が停滞するため、徐々に④と⑤の差が拡大して最終的にはそれぞれ層厚に比例した沈下量となる。このように層厚に応じた固有の沈下速度をもつTerzaghiの値に対して、NPモデルでは終局へ至るまでの沈下速度が④と⑤で平均化される傾向がある。これは間隙水圧の消散が速い層厚の小さな個所へ層厚の大きな個所の間隙水圧が流入することによる影響である。

次に建物と杭体を考慮した時の地盤沈下についてみると、上記のTerzaghiやNPモデルに比



図一 地盤および建物沈下量の経時変化 (Y₀断面)

べて大幅に小さくなっている。杭先端の拘束が無い $K_v = 0$ のモデルにおいても、地表面沈下は上記の値よりも小さい。これは杭体自身の鉛直剛性によるものである。 $K_v = 25 \text{ kg/cm}^2$ と $K_v = 250 \text{ kg/cm}^2$ のモデルに着目すると、E および H タイプの㉔の沈下が $t = 0 \sim 100$ 日までかなり小さいことや、S タイプの㉔の沈下が $t = 1000$ 日後にようやく㉔の沈下よりも大きくなることが分る。これは杭による地盤沈下の拘束が小さい建物の周辺部からその大きい中央部へと時間の経過に伴って徐々に地盤沈下が進行することを表している。

次に建物沈下の経時変化についてみると、全般的に圧密初期では地盤沈下に追従し、特に $K_v = 0$ のモデルではその傾向が著しい。ところが、時間の経過と共に建物沈下が停滞して地盤沈下との差が大きくなる。なお、 $K_v = 25 \text{ kg/cm}^2$ のモデルで建物沈下がある時点（E タイプの㉔： $t = 150$ 日、E タイプの㉔： $t = 40$ 日、H タイプの㉔： $t = 80$ 日）で急増するのは、その位置の杭先端支持力がそこで極限值に達するためである。

図-10は、終局時について地盤および建物の沈下分布を示したものである。層厚に比例する Terzaghi の値に比べて、地盤の剛性を考慮しながら三次元圧密解析したHおよびSタイプのNPモデルでは極めて平均化された地表面沈下となる。即ち、最深部と最浅部におけるNPモデルの地表面沈下の差は、Terzaghi のそれに比べてHおよびSタイプでそれぞれ40%および70%程度である。したがって、Terzaghi の一次元圧密理論で自然地盤沈下を算定することは、支持層が傾斜している場合には問題があるものとする。

次に、建物と杭体を考慮した時の地盤沈下についてみると、杭周辺の地盤沈下が抑制されるため、E

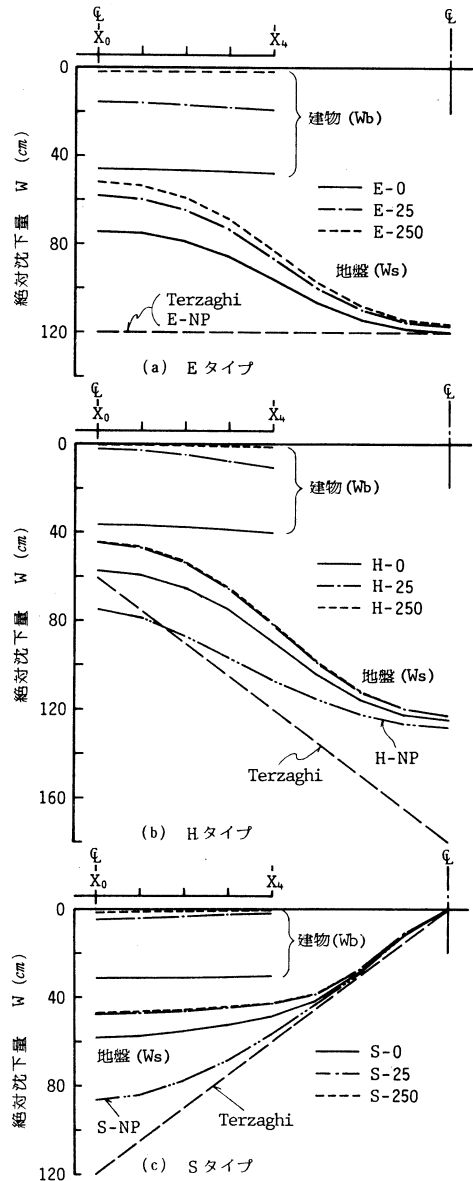


図-10 地盤および建物の沈下分布
(Y_0 断面、終局時)

およびHタイプではNPモデルに比べて建物敷地内の地盤と建物周辺の地盤との差が増大し、Sタイプでは逆にそれが減少する。地盤および建物の沈下量は杭先端地盤係数 K_v の増加に伴って減少するが、地盤と建物の沈下差即ち杭頭抜け上り量はそれに伴って増加する。なお、EおよびHタイプの杭頭抜け上り量は建物中央部で小さく端部で大きくなるのに対して、Sタイプでは建物平面位置によってあまり変わらない。

3.3 建物の相対沈下

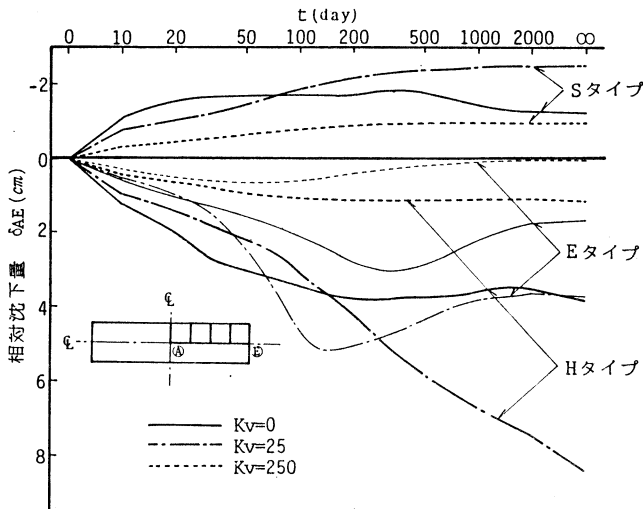


図-11 建物相対沈下量の経時変化

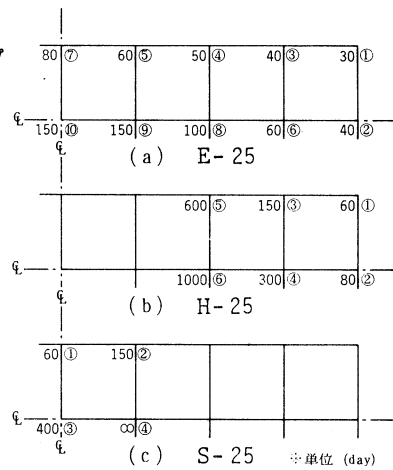


図-12 杭先端支持力が極限に達した時点とその順序

図-11は建物中央部と端部の相対沈下 δ_{AE} の経時変化である。それによると、Eタイプの δ_{AE} は最初時間と共に増加して、ある時点で最大になった後減少している。この理由については次のように考えられる。杭先端支持力が極限に達した時点を示した図-12によると、E-25のそれは建物周辺部で早く中央部へ近づく程遅くなっている。E-25の δ_{AE} が最大になるのは $t=150$ 日であり、建物中央部の杭先端支持力が極限に達した時点に一致している。即ち、建物中央部の沈下がこの時点以降に急増することになり、その結果 δ_{AE} の減少となって表れたものと考えられる。また、杭先端がこのような変化しないE-0やE-250においては、地盤沈下が建物周辺部で早く中央部に近づく程遅れるため、圧密初期では周辺部杭の沈下が生ずるが、まもなく杭周面摩擦力がフルモビライズ(FML)の状態になり、地盤沈下の影響をあまり受けなくなる。それに対して、中央部杭ではまだ周面摩擦力を受け入れる余裕があるため、摩擦力に応じた杭体沈下が生じた結果、先にFMLの状態になった杭との相対沈下が減少するものと考えられる。なお、相対沈下が最大になる時点は、 K_v の大きい程、建物周辺に近い断面程早くなる傾向がある。

上記のEタイプの推移に対して、HおよびSタイプの δ_{AE} は $K_v = 0$ のモデルを除けばほぼ終局へ至るまで増加している。一般には建物端部が先に沈下して徐々に中央部へ沈下が移行するのであるが、Hタイプでは端部の層厚が大きいことから、沈下の停滞する時期が遅れて中央部の停滞時期にほぼ一致するため一方的に(ー)型の δ_{AE} が進行するものと思われる。また、Sタイプでは層厚の小さい端部の沈下が初期に停滞して中央部のみが沈下するため(ー)型の δ_{AE} が進行するものと考えられる。

図-13は終局時における建物の相対沈下分布である。長辺方向については、全体的にEおよびHタイプで(ー)型、Sタイプで(ー)型となるが、部分的に逆の分布を示す個所もある。短辺方向については一般に(ー)型となるが、 K_v の大きさや断面によっては(ー)型になる個所もある。ただし、杭体の周面摩擦力の全てがFMLの状態になっているわけではないので、今後更に地盤沈下が進めば上記の相対沈下分布は幾分変動するものと思われる。

次に相対沈下の大きさを比較すると、 δ_{AE} は大きい順に、H、E、Sタイプとなり、Sタイプのような支持層の形状はそれ程問題にならないものと思われる。全

タイプ共に支持杭を想定した $K_v = 250 \text{ kg/cm}^2$ のモデルの δ_{AE} が最小となる。また、不完全支持杭を想定した $K_v = 25 \text{ kg/cm}^2$ のモデルの δ_{AE} が最大となり、摩擦杭を想定した $K_v = 0$ のモデルの2倍程度になる。特に、Hタイプの $K_v = 25 \text{ kg/cm}^2$ のモデルでは、図-12に示すように、中央部の $X_0 \sim X_1$ 断面の杭先端支持力がまだ弾性範囲にあるのに、端部の $X_2 \sim X_4$ 断面の杭先端支持力が

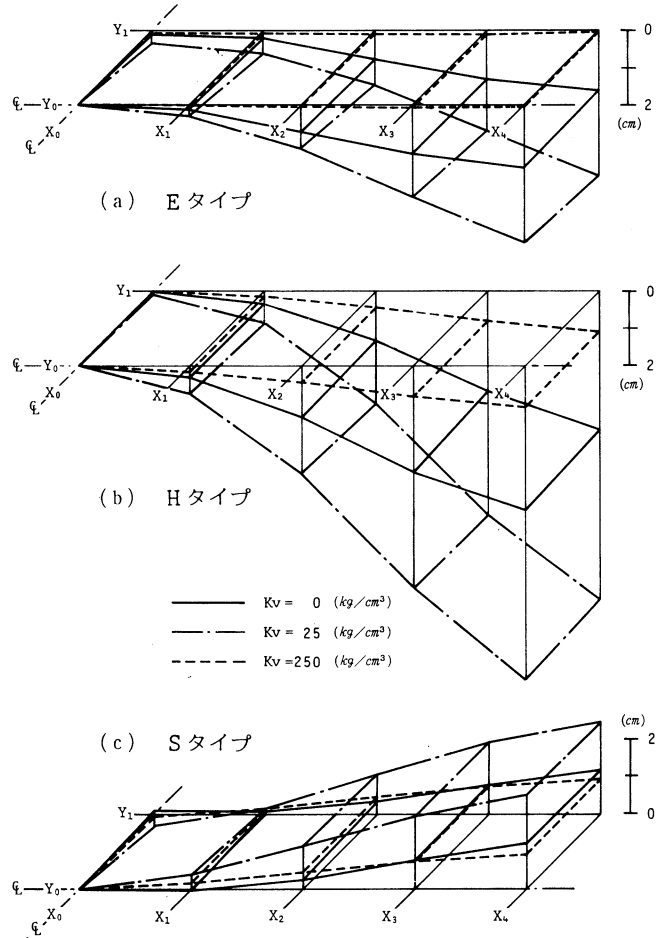


図-13 建物の相対沈下分布 (終局時)

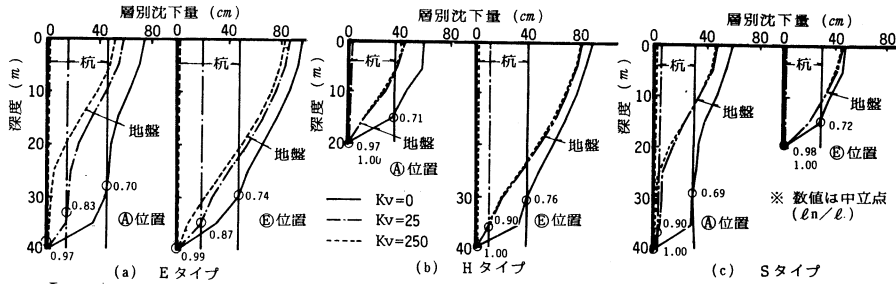


図-14 杭および地盤の層別沈下分布 (Y₀断面,終局時)

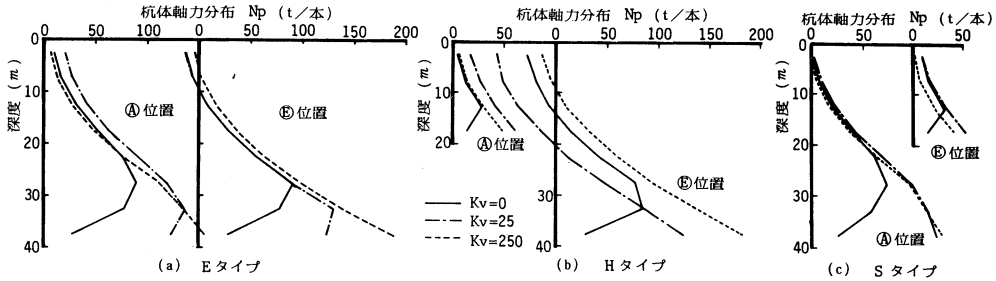


図-15 杭体軸力分布 (Y₀断面,終局時)

極限に達しているために、極めて大きな δ_{AE} が発生している。これらのことから、相対沈下に伴う障害を防止するには、少なくともこのような不完全支持杭の採用を避けるべきであって、もし十分な先端支持力を確保することが不可能なら、むしろ完全な摩擦杭を採用するのが良いものとする。

3.4 杭体軸力および上部構造応力

図-14は杭と地盤の層別沈下分布である。地盤は一般に深部程圧縮量の大きい2次曲線の沈下分布となるが、EおよびSタイプの④位置では杭周囲のすべり量（杭と地盤の変位差）の小さい領域がある。この領域では杭周囲摩擦力がFML状態ではなく、今後の地盤沈下によって杭体軸力が増加する可能性がある。地盤と杭の沈下量が一致する深度は、建物中央部よりも周辺部で幾分深くなることや地盤沈下の進行と共に浅くなる傾向がみられた。終局時の中立点(l_n/l)を求めると、摩擦杭で0.69~0.76、不完全支持杭で杭先端支持力が極限に達しているものは0.83~0.90、支持杭で1.0となって、実測例¹⁵⁾にほぼ近似している。

杭体軸力分布を示した図-15によると、杭頭部が建物によって連結されているために、NF荷重の他に建物の相対沈下による杭体軸力が付加される。その結果、Hタイプの $K_v = 25 \text{ kg/cm}^2$ の

モデルでは建物自重 (45t/本) を差し引いても、㊸位置の杭頭では引張力が作用することになる。このことは、NF を受ける建物の杭頭部を事前に切り離しておく等の対策の有効性を示唆するものである。

上部構造に付加される曲げモーメント分布を図-16に示した。EおよびHタイプでは(ー)型、Sタイプでは(ー)型の相対沈下分布を概ね反映するものである。 $K_v = 25 \text{ kg/cm}^2$ のモデルではSタイプを除いて極めて大きな曲げモーメントが発生しており、柱・梁の構造障害が予想される。なお、杭頭のモーメントが時間の経過に伴って一方的に増加することや、(ー)型の相対沈下であるにもかかわらず基礎梁に引張力が作用すること等は、地盤の水平方向圧密の影響であるものと思われる。

4. ま と め

以上、ネガティブフリクションを受ける建築構造物の沈下過程解析法を提示すると共に、モデル計算を行って支持層の起伏形状や杭先端条件が建物の不同沈下

に与える影響について理論的考察を試みた。その結果をとりまとめると以下のようなになる。

- (1) 支持層深度が起伏している条件のもとで、地盤の剛性を考慮しながら三次元圧密解析して求めた自然地盤沈下の平面分布は、Terzaghi の一次元圧密理論値に比べて大巾に平均化される。
- (2) 地盤沈下は建物の周辺部から徐々に中央部へと進行するために、建物の相対沈下は一般にある時点で最大になった後減少する傾向がある。ただし、支持層が起伏している場合には相対沈下が一方的に増加するケースもある。
- (3) SタイプよりもHタイプの支持層形状が建物に大きな相対沈下を引き起こす。特に、杭先

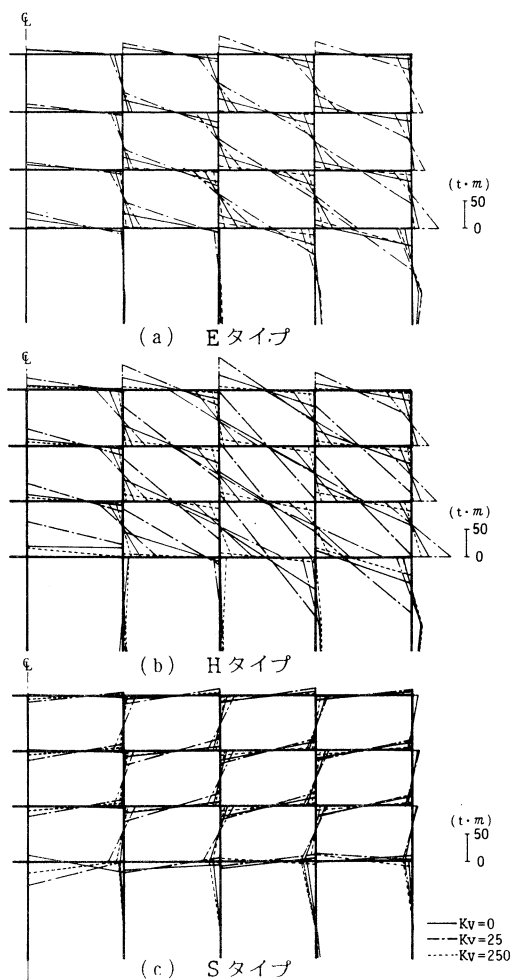


図-16 上部構造曲げモーメント分布
(Y₀断面,終局時)

端支持力が極限に達しているものとそれに達していないものが混在している場合には、支持杭や摩擦杭を用いた場合に比べて相対沈下が著しく大きくなって不同沈下障害が懸念される。

(4) 杭体軸力の中立点深度はこれまでの実測例に概ね一致する。

終りに、本研究を行うに当りご助言を賜りました本学教授・大築和夫博士および北海道大学教授・小幡守博士、ならびに卒業研究として解析にご協力頂いた山口元氏および古山浩昭氏に対して深く感謝致します。

(昭和61年5月21日 受理)

参 考 文 献

- 1) 環境庁編：環境白書，pp. 277～283，1984
- 2) 遠藤正明：ネガティブフリクション 鋼グイ，土質基礎工学ライブラリー 6，土質工学会，1969
- 3) 岡部達郎・鬼頭 誠：武蔵野ヤードにおけるネガティブフリクションの実験，構造物設計資料，No. 27，1971. 9
- 4) 井上嘉信・小林幸男：東京下町低地におけるネガティブフリクションの実測，清水建設研究所報第24号，1975. 4
- 5) 堤 一高・根井基雄：ネガティブフリクションの測定結果について，土と基礎，1975. 7
- 6) 横尾義貫・山肩邦男・長岡弘明：単杭に作用する Negative Skin Friction の理論解，日本建築学会論文報告集第133号，1967. 3
- 7) 木村 孟・成田国朝・甲斐統治郎：ネガティブフリクションの F. E. M. 解析，第8回土質工学研究発表会，1973. 6
- 8) H. G. Poulos and E. H. Davis：Prediction of Downdrag Forces in End-Bearing Piles, Proc. of A. S. C. E., Geotech. Eng. Div., 1975. 2
- 9) 山肩邦男・八尾真太郎：鉛直群杭の荷重～沈下挙動に関する研究 その3，日本建築学会論文報告集第271号，1978. 9
- 10) 井上嘉信・小粥庸夫：負の摩擦力による建物の不同沈下とその考察，清水建設研究所報第22号，1974. 4
- 11) 福井 實・川村政美・南條恒雄：鉄骨造平家建倉庫の沈下測定について その2，日本建築学会大会学術講演梗概集，1978
- 12) 土屋 勉・大築和夫・小幡 守：軟弱地盤における建築構造物の即時沈下および圧密沈下の三次元有限要素法解析，日本建築学会構造系論文報告集第361号，1986. 3
- 13) 内田哲也：軟弱地盤に支持された構造物の沈下過程に関する理論的研究，室蘭工業大学修士論文，1986. 2
- 14) 高野昭信・岸田英明：埋め込み杭先端の荷重～沈下関係の推定法，第12回土質工学研究発表会，1977
- 15) 井上嘉信・小林幸男・玉置克之：杭に働く負の摩擦力の性状に関する考察，清水建設研究所報第24号，1975. 4
- 16) BCP Committee：Field Tests on Piles in Sand, Soils and Foundations, Vol. 11, No. 2, 1971
- 17) 最上武雄・他：土木学会監修 土質力学，技報堂，1969
- 18) 渡辺 進：工学的な性質 軟弱地盤の調査・設計・施工法，土質基礎工学ライブラリー 1，土質工学会，1966
- 19) 土屋 勉・山口 元・大築和夫：ネガティブフリクションを受ける建築構造物の沈下過程解析，日本建築学会北海道支部研究報告集，1985. 3

土 屋 勉

- 20) 土屋 勉・大築和夫・山口 元・古山浩昭：ネガティブフリクションを受ける建築構造物の沈下過程解析 その2，日本建築学会北海道支部研究報告集，1986. 3